文章编号:1000-4939(2023)03-0535-10

考虑刚度折减的屈曲约束支撑整体稳定性设计方法

岳焱超[1],贾开[1],田晶晶[1],陈唐兵[1],刘建平[1,2],党少辉[1,2],马海涛[1,2],魏超琪[3]

(1. 西安交通大学人居环境与建筑工程学院,710049 西安;2. 中建七局安装工程有限公司,450053 郑州;
3. 陕西省建筑科学研究院,710049 西安)

摘 要:现有的屈曲约束支撑稳定性设计方法偏安全地忽略了内填混凝土和芯板的刚度贡献,导致对支撑整体稳定性的计算存在一定误差,不能准确地描述其屈曲机理。因此本研究将考虑内填混凝土和芯板的部分刚度,进行理论推导给出支撑整体稳定性的计算公式,并且拟合出了不同组合截面支撑中混凝土和芯板的刚度折减系数。然后,通过试验验证了文中所建立的有限元模型的可靠性,并进行了数值模拟,结果表明:本研究所拟合出的折减系数适用性更高,更接近支撑的实际工作状况;本研究提出的稳定性计算公式也能够准确地预测支撑的屈曲行为,并且适用于不同组合截面的支撑。因此,考虑混凝土和芯板刚度贡献的稳定性设计方法,能够更加准确地描述屈曲约束支撑的屈曲机理。

关键词:屈曲约束支撑;刚度折减;整体稳定性
中图分类号:TU352.1 **文献标志码**:A **DOI**:10.11776/j.issn.1000-4939.2023.03.005

Overall stability design method of buckling restrained brace considering stiffness reduction

YUE Yanchao[1], JIA Kai[1], TIAN Jingjing[1], CHEN Tangbing[1], LIU Jianping[1,2], DANG Shaohui[1,2], MA Haitao[1,2], WEI Chaoqi[3]

(1. School of Human Settlements and Architecture and Engineering, Xi'an Jiaotong University, 710049 Xi'an, China;
2. China Construction Seventh Bureau Installation Engineering Co., Ltd., 450053 Zhengzhou, China;
3. Shaanxi Academy of Architectural Sciences Co., Ltd., 710049 Xi'an, China)

Abstract: The existing buckling restrained brace stability design method neglects the stiffness contribution of the inner concrete and the core plate safely, which leads to some errors in the calculation of the overall stability of the brace and can not accurately describe its buckling mechanism. Therefore, this paper will consider the partial stiffness of concrete and core plate, theoretically deduce the calculation formula of the overall stability of the brace, and fit the stiffness reduction factor of concrete and core plate in different composite section braces. Then, the reliability of the finite element model established in this paper is verified by experiments, and numerical simulation is carried out. The results show that the reduction factor fitted in this paper is more applicable and closer to the actual working condition of the brace. The stability formula proposed in this paper can also accurately predict the buckling behavior of braces, and is suitable for braces with different composite sections. Therefore, the stability design method considering the stiffness

收稿日期:2021-03-01 修回日期:2022-10-20
通信作者:贾开。E-mail:kjiamail@163.com
引用格式:岳焱超,贾开,田晶晶,等.考虑刚度折减的屈曲约束支撑整体稳定性设计方法[J].应用力学学报,2023,40(3):535-544.
YUE Yanchao, JIA Kai, TIAN Jingjing, et al. Overall stability design method of buckling restrained brace considering stiffness reduction[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2023, 40(3):535-544.

contribution of concrete and core plate can describe the buckling mechanism of buckling restrained braces more accurately.

Key words: buckling restrained brace; stiffness reduction; overall stability

建筑结构在地震作用下,会产生超出其限值范围的位移及应力[1],因此每次发生地震不仅给人类带来巨大的生命威胁,还会使建筑结构发生不同程度的损坏[2]。因此合理的结构抗震设计一直是人们力争想要解决的难题[3-4]。

屈曲约束支撑(buckling restrained brace, BRB)又称防屈曲支撑,因其耗能性能优越,可以显著地提高结构的抗震能力而被广泛的研究和应用,该构件由内核芯材、外层约束单元、芯材外覆的无黏结材料构成,如图 1 所示。

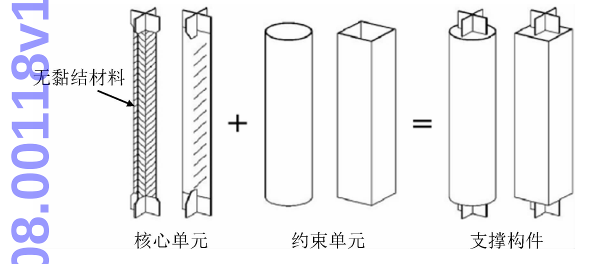


图 1 常见的屈曲约束支撑构造

Fig. 1 Common buckling restrained brace structures

屈曲支撑约束的作用机理在受拉时和普通支撑相同,在受压时芯材以多波屈曲的形式耗能,因为芯材一般都取低屈服点的软钢,所以在受拉和受压时均能达到屈服。此外、由于约束单元的存在,确保芯板不会过早的发生屈曲失稳,从而使其有着良好的耗能性能。所以,支撑在框架中不仅是一种高强度的斜撑构件,屈服之后又是一种耗能性能良好的阻尼器[5-6]。

屈曲约束支撑的工作原则是先屈服后屈曲,若设计不当,支撑会因刚度不足而提前失效,从而导致支撑不能达到预期的作用。但过于保守的设计,又会徒增材料的用量,无法使经济效益达到最大化,因此合理的设计至关重要。

自屈曲约束支撑被提出以来,国内外学者进行了大量研究,相关设计理论也不断出现。例如由 FUJIMOTO 等[7]提出的约束比法,该方法通过限制支撑的弹性屈曲荷载和芯板屈服荷载的比值 ζ 来确保支撑的整体稳定性,但这种方法偏安全地忽略了内填混凝土和芯板的刚度,而且约束比限值 ζ_b 的取值没有共性的统一。

其中,FUJIMOTO 等[7]建议 ζ_b 为 1.5,张晓萌[8]通过理论推导建议 ζ_b 取 1.47,IWATA 等[9]通过大量试验发现可根据累积塑性应变求得约束比限值,这样的取值并不具有很好的普适性。然后,TAKEUCHI 等[10]在 FUJIMOTO 等[7]的理论上修正了计算模型,但实际上只是对支撑端部的计算进行了改进。另外还有强度-刚度法,由 INOUE 等[11-12]提出,他们认为支撑在设计时不应只片面的考虑刚度指标,也有可能发生强度破坏而失效,但该方法没有考虑芯板与混凝土之间的间隙。USAMI 等[13]提出了一种考虑间隙的计算方法,即在支撑的两端引入虚拟铰支座,不过该方法无法考虑芯板与约束部件间的相对转动带来的影响。综上,本研究将针对上述各设计方法的不足,重新推导给出支撑的整体稳定性计算公式。

1 基本假设及理论公式推导

1.1 基本假设

本研究考虑内填混凝土和芯板的刚度,以及约束构件和芯板的初始缺陷,然后利用挠曲线近似微分方程建立平衡方程,最后基于边缘屈服准则推导出支撑整体稳定性的计算公式。为了方便计算,本研究中假设芯材与套筒间无摩擦,并认为芯材为两端铰接。

1.2 公式推导

防屈曲支撑整体屈曲示意图如图 2 所示。

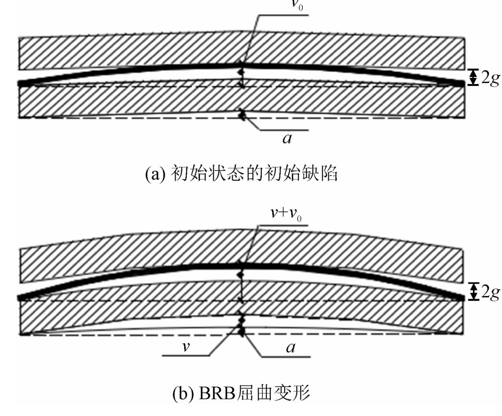


图 2 BRB 整体屈曲示意图

Fig. 2 Schematic diagram of BRB global buckling

图 2 中:a 为约束构件的初始缺陷;v_0 为芯材的初始缺陷;v 为支撑的扰度;g 为芯板与约束单元之

间的间隙；套筒长度记为 L_r。

将芯材与约束构件接触时刻的变形设为初始缺陷，最大值应取 $2g+a$。初始缺陷为长度方向位置 x 的函数，芯材的初始缺陷可以表示为

$$v_0=(2g+\alpha)\times\sin\frac{\pi x}{L_r} \tag{1}$$

取 BRB 的一段进行分析，如图 3 所示。BRB 轴向荷载取极限荷载 P_{max}。

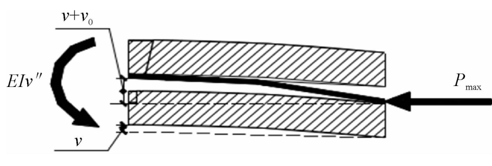


图 3　计算示意图

Fig. 3　Schematic diagram of calculation

根据静力平衡，平衡方程可写为

$$EIv''+(v+v_0)P_{max}=0 \tag{2}$$

将上式转换为

$$\frac{d^2v}{dx^2}+\frac{P_{max}}{EI}v=\frac{P_{max}}{EI}v_0 \tag{3}$$

上式是一个非齐次线性微分方程，假设特解为

$$v^*=C_3\sin\frac{\pi x}{L_r} \tag{4}$$

则通解为

$$v=C_1\sin\left(\sqrt{\frac{P_{max}}{EI}}x\right)+C_2\cos\left(\sqrt{\frac{P_{max}}{EI}}x\right)+C_3\sin\frac{\pi x}{L_r} \tag{5}$$

将边界条件 $v(0)=0, v(L_r)=0$ 代入式(5)得到

$$C_1=C_2=0 \tag{6}$$

BRB 的一阶欧拉临界荷载表示为

$$P_b=\frac{\pi^2 EI}{L_r^2} \tag{7}$$

将式(1)、(5)、(6)和(7)代入式(3)得到

$$-\frac{P_b}{EI}C_3\sin\frac{\pi x}{L_r}+\frac{P_{max}}{EI}C_3\sin\frac{\pi x}{L_r}=-\frac{P_{max}}{EI}(2g+a)\sin\frac{\pi x}{L_r} \tag{8}$$

$$C_3=\frac{(2g+a)}{\dfrac{P_b}{P_{max}}-1} \tag{9}$$

由此得到

$$v+v_0=\frac{2g+a}{1-\dfrac{P_{max}}{P_b}}\sin\frac{\pi x}{L_r} \tag{10}$$

BRB 的跨中（即 $x=L_r/2$ 时）弯矩记为 M_c，则跨中截面边缘最大应力 σ_{max} 为

$$\sigma_{max}=\frac{M_cH_r}{2I}=\frac{(v+v_0)H_rP_{max}}{2I} \tag{11}$$

根据边缘屈服准则

$$\sigma_{max}=\frac{E\pi^2(2g+a)H_r}{2L_r^2\left(\dfrac{P_b}{P_{max}}-1\right)}\leqslant f_{yr} \tag{12}$$

考虑混凝土和芯板的刚度折减后，式(7)可写为

$$P_b=\frac{\pi^2(E_rI_r+\alpha E_cI_c+\beta E_sI_s)}{L_r^2} \tag{13}$$

BRB 的核心钢板在屈服后存在应变强化效应，因此支撑的极限承载力应考虑应变强化的影响，可按照下式计算。

$$P_{max}=\omega P_{ys} \tag{14}$$

根据式(12)～(14)，得出考虑刚度折减的支撑稳定性公式为

$$\frac{P_b}{P_{ys}}\geqslant\omega\left[1+\frac{\pi^2(E_rI_r+\alpha E_cI_c+\beta E_sI_s)(2g+a)H_r}{2L_r^{\,2}f_{yr}(I_r+\alpha I_c+\beta I_s)}\right] \tag{15}$$

其中：E_r、I_r、E_c、I_c、E_s、I_s 分别为套筒、混凝土和芯板的弹性模量与惯性矩；P_{ys} 为内芯屈服承载力；P_b 为支撑一阶欧拉临界荷载；H_r 为套筒截面高度；f_{yr} 为套筒屈服强度；ω 为应变强化调整系数；α、β 分别为混凝土和芯板的刚度折减系数。

2　有限元模型建立及试验验证

2.1　材料参数

本研究方法为理论分析和数值模拟相结合，已验证上述理论推导的正确性，下面采用 ABAQUS 软件进行数值模拟。为保证计算结果的可靠度，首先要验证有限元模型的建立是否合理，本节通过对照试验结果对本研究所建立的有限元模型及相关参数进行标定。芯板的长宽厚尺寸为1 580 mm × 80 mm × 16 mm，套筒的长宽高及壁厚的尺寸为 1 500 mm × 120 mm × 60 mm × 7.5 mm，芯板与混凝土之间设置 1 mm厚无黏结材料。芯板和约束单元的力学参数见表 1，试验构件及有限元模型如图 4～5 所示。

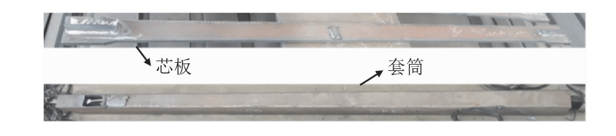


图 4　试验构件

Fig. 4　Test member

表 1 力学参数

Tab. 1 Mechanical parameters

部件	材料	弹性模量/MPa	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	延伸率/%
芯板	Q345	191 386.30	396.06	524.89	36.28
套筒	Q235	230 811.40	263.91	417.04	24.44

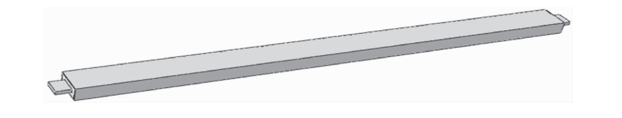


图 5 构件模型

Fig. 5 Component model

2.2 材料本构

为了使数值模拟结果更加接近真实值,混凝土的本构模型采用混凝土损伤塑性模型(CDP)。该模型采用各项同性弹性损伤结合各项同性拉伸和压缩塑性理论来表征混凝土的非弹性行为,可以准确描述混凝土在单调、循环及动力荷载作用下的力学行为[14],如图 6 所示。

适用于钢材的硬化模型有 Isotropic Hardening(各向同性硬化)、Kinematic Hardening(随动硬化)以及 Combined Hardening(混合硬化)。其中各向同性硬化模型较为简单,适用于单向受压或单向受拉的情况。该模型假设屈服面中心在应力空间的位置保持不变,屈服面大小会均匀地收缩或膨胀。随动硬化模型考虑了钢材的包辛格效应,可用于拉压往复加载,该模型认为屈服面的大小保持恒定,但中心位置会发生偏移。混合硬化模型综合了各向同性和随动硬化两种模型的特性,假定屈服面的中心位置及大小均为变量,其中随动硬化部分控制屈服面中心的位置,而各向同性硬化部分控制屈服面的大小。钢材在循环荷载和单调荷载下,其本构关系具有明显区别[15]。因此为了更加准确地反映钢材在循环往复荷载下的力学特性,本研究中钢材的塑性本构模型采用混合硬化模型,如图 7 所示。另外,混凝土和钢材本构模型的具体参数值如表 2~3 所示。

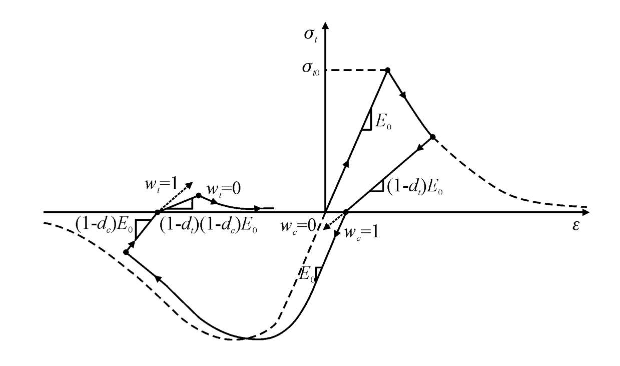


图 6 混凝土损伤塑性

Fig. 6 Damage plasticity of concrete

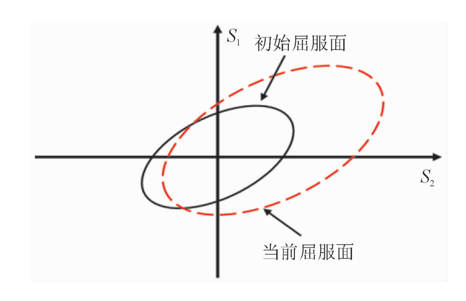


图 7 混合硬化模型

Fig. 7 Mixed hardening model

表 2 损伤塑性参数

Tab. 2 Damage plasticity parameter

膨胀角	偏心率	f_{b0}/f_{c0}	K	黏性参数
38	0.1	1.16	0.666 666 7	0.005

表 3 钢材混合硬化参数

Tab. 3 Mixed hardening parameters of steel

材料	σ_0/MPa	Q_∞/MPa	b	C_1/MPa	γ_1	C_2/MPa	γ_2	C_3/MPa	γ_3
Q345	396	21	1.20	7 993	175	6 773	116	2 854	34
Q235	264	21	1.20	6 013	173	5 024	120	3 026	32

2.3 接触作用

防屈曲支撑各组成部件之间的相互作用需要考虑混凝土与约束套筒之间的接触面关系,还有芯板与混凝土间的接触面关系。为了简化分析,混凝土与约束套筒之间的接触面设置 tie 约束,核心钢板与混凝土之间的接触面定义为接触约束,接触行为定义为法向硬接触、切向罚摩擦[16],摩擦系数取 0.2。

2.4 网格划分

防屈曲支撑有限元模型网格划分如图 8 所示。各组成部件单元类型选择八结点线性六面体单元(C3D8R),核心钢板、混凝土及约束套筒的单元长边尺寸分别取 20、25、30mm。

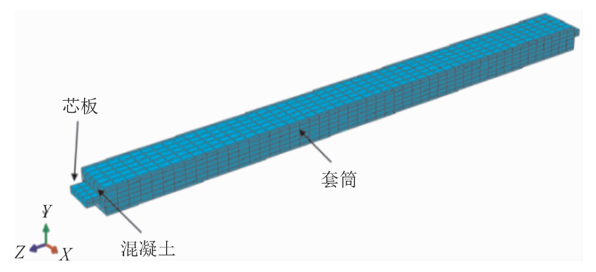


图 8　支撑有限元模型网格划分

Fig. 8　Mesh generation of supporting finite element model

2.5　边界条件

根据支撑工作机理,约束构件两端的边界条件为 U1、U2、UR3(限制约束构件沿 x 轴、y 轴的平移及绕 z 轴的转动),核心钢板的边界条件为 U1、U2、UR2、UR3(限制核心钢板沿 x 轴、y 轴的平移和绕 y 轴、z 轴的转动)。

支撑加载方式为位移加载,在核心钢板两端施加相同轴向位移 U3。有关防屈曲支撑性能测试的标准众多,其中常用的加载制度有美国钢结构抗震设计规范[17],TAKEUCHI 等[18]单轴循环加载方案和我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011－2010)建议方案等[19]。本研究参考上述建议方案确定试验的加载流程如下:开始时位移幅值分别取支撑长度的1/500、1/300、1/200、1/150、1/100,各级循环往复加载3 次,然后在 1/150 支撑长度的位移幅值下往复加载 30 次。结束上述加载过程后,为了进一步验证支撑的破坏形式,继续对支撑循环加载,直至破坏,位移幅值依次取支撑长度的 1/75、1/60、1/50、1/30,加载速率均为 0.1 mm/s。

2.6　试验装置

试验组的装置采用 MTS 电液伺服试验机,防屈曲支撑试件的安装如图 9 所示。试件竖直安装,试件两端通过连接件分别与作动器与地槽相连。



图 9　试件安装

Fig. 9　Test piece installation

由于试件端部与作动器之间存在连接件,导致作动器的位移与试件端部实际位移存在一定的偏差。为准确测量试件的轴向位移,在试件下端布置拉线式位移传感器,拉绳端部与试件上端板连接,如图 10 所示。

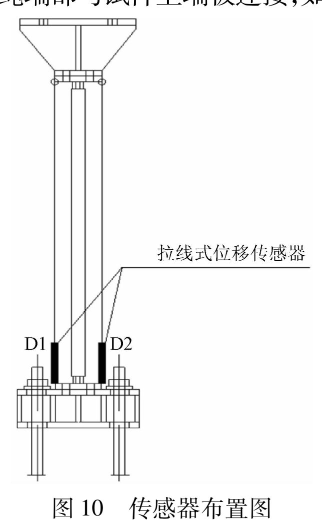


图 10　传感器布置图

Fig. 10　Sensor layout

2.7　结果分析

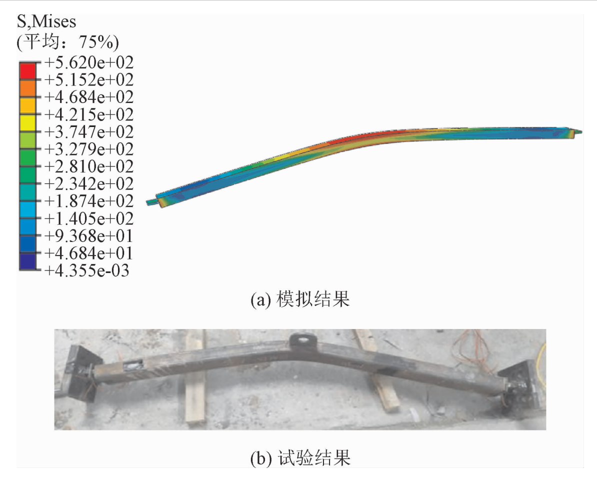
试验试件在加载幅值达到 1/40 支撑长度时发生受压整体屈曲破坏,破坏形式如图 11(a)所示,剖开试件发现中部混凝土被压碎,如图 11(b)所示,支撑上部端板在核心钢板的挤压下发生破坏,导致端部混凝土外露,如图 11(c)所示。



图 11　试件破坏形态

Fig. 11　Failure mode of specimen

模拟结果如图 12 所示,由图可知,数值模型能够准确描述构件的屈曲行为。图 13 为 BRB 构件滞回曲线试验结果与模拟结果的对比。图中的滞回曲线饱满稳定,并且可以发现数值模拟结果与试验结果基本吻合,表明本研究所用分析方法及模型相关参数是可靠的,采用该模型能够准确反映 BRB 构件的力学性能。



(a) 模拟结果

(b) 试验结果

图 12 BRB 构件的整体屈曲破坏

Fig. 12 Global buckling failure of BRB members

图 13 数值模拟与试验结果的对比

Fig. 13 Comparison between numerical simulation and experimental results

3 折减系数的确定及对比验证

由式(15)可以看出,支撑构件的初始缺陷、间隙值及填充材料的模量、强度、截面特性等相关设计参数因不同的实际工况而异,但混凝土和芯板的刚度折减系数只与支撑截面的组合形式有关。在现行的规范中,有关填充材料折减系数的取值都是针对钢管混凝土的,在此处不一定适用。因此在使用本研究提出的公式计算之前,首先要确定混凝土和芯板在不同组合截面的情况下,其刚度折减系数的取值大小,这也是本研究的重点和创新点。

本章通过数值模拟对十字型芯板矩形钢管(RT型)、十字型芯板圆形钢管(CT 型)、一字型芯板矩形钢管(RO)和一字型芯板圆形钢管(CO 型)4 种组合截面支撑进行研究,以确定折减系数。每种组合截面设计若干根构件进行拟静力分析,现将 RT 型支撑的构件参数列于表 4。其中芯板尺寸表示为长×宽×厚,套筒尺寸表示为长×宽×高×壁厚,其他 3 类支撑也按相同的规律更变芯板、套筒的尺寸,进行多组试验。

依次对各组构件进行数值模拟后,根据试验得出的结果采用多元线性回归拟合出上述 4 种组合截面中混凝土和芯板的刚度折减系数,如表 5 所示。

表 4 十字型芯板矩形钢管构件参数

Tab. 4 Parameters of rectangular steel pipe members with cross core plate

构件编号	芯板材料	套筒材料	混凝土等级	芯板尺寸/mm	套筒尺寸/mm	间隙/mm
RT-1	Q235	Q345	C30	4 000×36×12	3 700×120×120×2	1
RT-2	Q235	Q345	C30	4 000×36×12	3 700×120×110×2.5	1
RT-3	Q235	Q345	C30	4 000×36×12	3 700×130×110×3	1
RT-4	Q235	Q345	C30	4 000×45×14	3 700×140×130×2.5	1
RT-5	Q235	Q345	C30	4 000×45×14	3 700×130×130×3	1
RT-6	Q235	Q345	C30	4 000×45×14	3 700×142×142×3	1
RT-7	Q235	Q345	C30	4 000×45×14	3 700×150×150×3	1
RT-8	Q235	Q345	C30	5 000×45×14	4 700×140×140×3.5	1
RT-9	Q235	Q345	C30	5 000×45×14	4 700×150×150×3	1
RT-10	Q235	Q345	C30	5 000×50×16	4 700×160×160×3	1

由表中的数据可以发现：在支撑芯材形状相同的情况下，圆形套筒中混凝土和芯材的折减系数均比方形套筒中的高，这主要是因为圆形套筒对芯材和混凝土的约束效果更好，因此填充材料的刚度能更充分地发挥作用；在支撑套筒形状相同的情况下，十字型芯板支撑中混凝土和芯材的折减系数高于一字型芯材支撑，这主要是因为十字型芯材的刚度更大。此外、混凝土的折减系数均高于芯材，这主要是因为芯材屈服后刚度会大大降低，而且混凝土填充物的惯性半径更大。最后，表中一字型芯材

支撑中芯材的折减系数为零，即没有考虑芯材的刚度贡献，这是因为一字型支撑的屈曲形态为平面外屈曲，此时一字型芯材的抗弯刚度过小，可以忽略不计。

表 5　4 种组合截面折减系数取值

Tab. 5　Value of reduction coefficient of four combined sections

截面类型	α	β	屈曲形态
	0.60	0.30	
	0.82	0.35	
	0.60	0	
	0.75	0	

为了验证前述研究所得出的材料折减系数的正确性，本研究参考钢管混凝土抗弯刚度的计算思路，对其进行对比验证。除本研究提出的方法外，分别采用了日本规范、英国规范、欧洲规范等 5 种方法，计算出本研究主要研究的 4 种防屈曲支撑的一阶欧拉临界荷载，然后将计算结果绘制成柱状图，以便直观地与本研究提出的方法进行对比。其他各规范建议的折减系数取值见表 6，因为上述几种方法是针对钢管混凝土的规范，所以未给定芯板折减系数 β 的取值，不过在计算中可以认为这几种方法忽略了芯板微小的刚度贡献，因此芯板的折减系数均取为 0。此外，表中 DB J/T 13-51-2010 给出 2 个 α 值，其中 0.6 为矩形钢管混凝土，0.8 为圆形钢管混凝土，各种支撑的计算结果如图 14～17 所示。

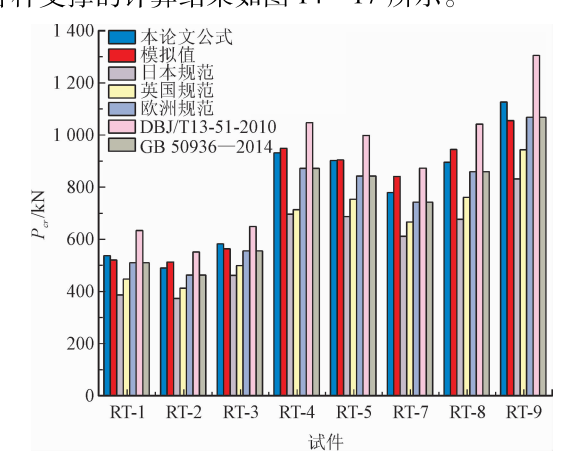


图 14　十字型芯板矩形钢管截面

Fig. 14　Cross core plate rectangular steel pipe section

表 6　不同计算方法刚度折减系数

Tab. 6　Stiffness reduction factor of different calculation methods

系数	日本规范	英国规范	欧洲规范	GB 50936－2014	DB J/T 13-51-2010
α	0.20	0.45	0.60	1.00	0.6(0.8)
β	–	–	–	–	–

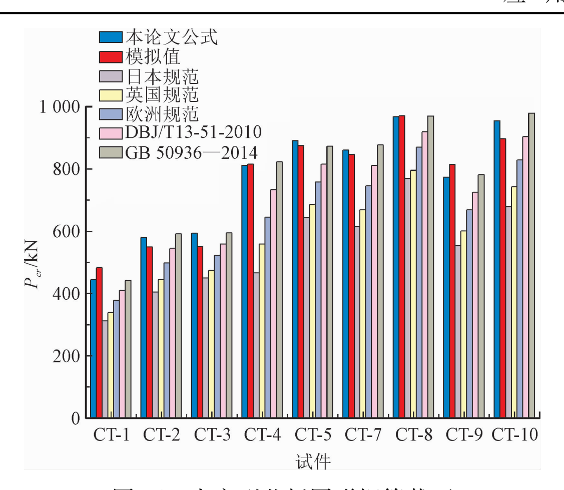


图 15 十字型芯板圆形钢管截面

Fig. 15 Cross core plate circular steel pipe section

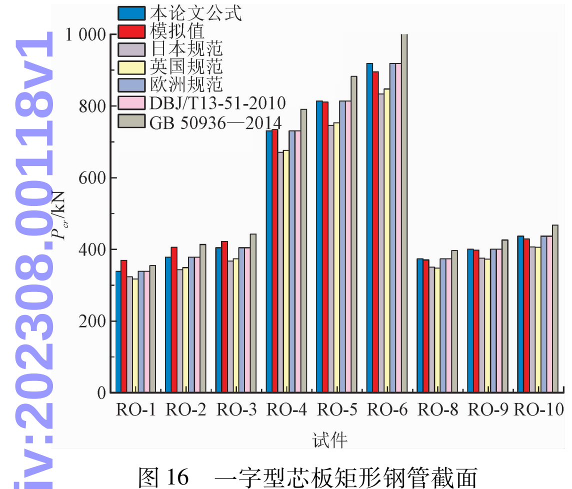


图 16 一字型芯板矩形钢管截面

Fig. 16 Rectangular steel pipe section with straight core plate

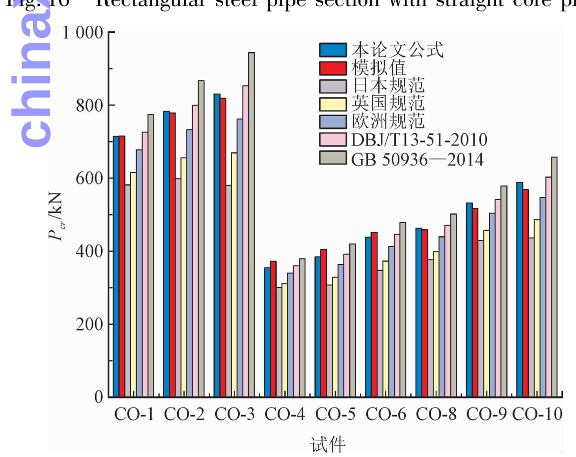


图 17 一字型芯板圆形钢管截面

Fig. 17 Circular steel pipe section with straight core plate

图中计算结果显示，对于本研究主要研究的 4 种组合截面支撑，支撑的一阶欧拉临界荷载的理论值与模拟值之间均有着较高的吻合度。通过对比其他各种计算方法所得结果，可以发现采用钢管混凝土规范来计算防屈曲支撑的屈曲载荷具有一定的局限性，本研究所提计算方法适用性更高。因此与其他规范的建议值相比，本研究所拟合出的折减系数更为可靠。这也表明本研究所提出的计算方法能够更合理地考虑材料各部分的刚度贡献、更准确地计算出防屈曲支撑的整体稳定性、更清晰地反应防屈曲支撑的屈曲机理。

4 约束比限值公式的验证

上一章仅证明了材料折减系数取值的合理性，还需要证明式(15)能否对支撑的整体稳定性进行准确地预测。下面使用本研究主要研究的 4 种组合截面支撑对公式的适用性进行验证，通过调整支撑的相关设计参数以改变其约束比进行多组模拟试验，结果见图 18 ~21。

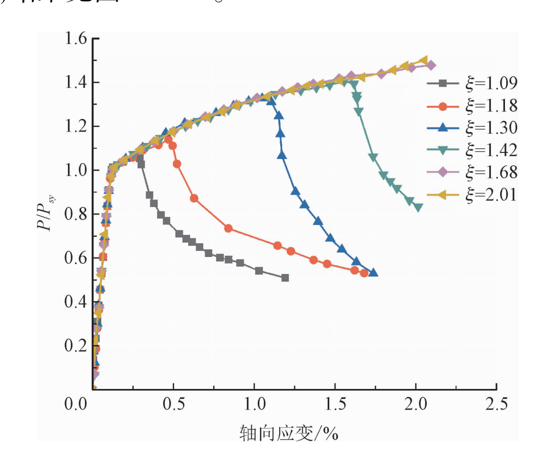


图 18 十字型芯板矩形钢管截面($\zeta_b = 1.52$)

Fig. 18 Cross core plate rectangular steel pipe section ($\zeta_b = 1.52$)

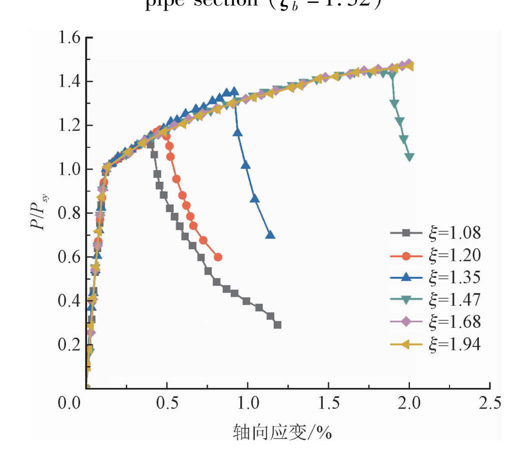


图 19 十字型芯板圆形钢管截面($\zeta_b = 1.53$)

Fig. 19 Cross core plate circular steel pipe section ($\zeta_b = 1.53$)

模拟结果显示：当支撑的约束比 ζ 小于其约束比限值 ζ_b 时，支撑在轴向应变达到一定数值后便发

生屈曲,从而丧失了继续承载的能力。当支撑的约束比大于其约束比限值后,便能够在工程所规定的轴向应变范围内很好地工作而不发生屈曲。因此本研究建立的约束比限值公式能够准确地预测支撑稳定性问题,并且对 4 种组合截面支撑均能良好的适用。这一结果不仅验证了本研究推导得出的整体稳定性计算公式的正确性,也说明了在支撑的设计过程中,考虑混凝土和芯材的刚度贡献是有意义的。

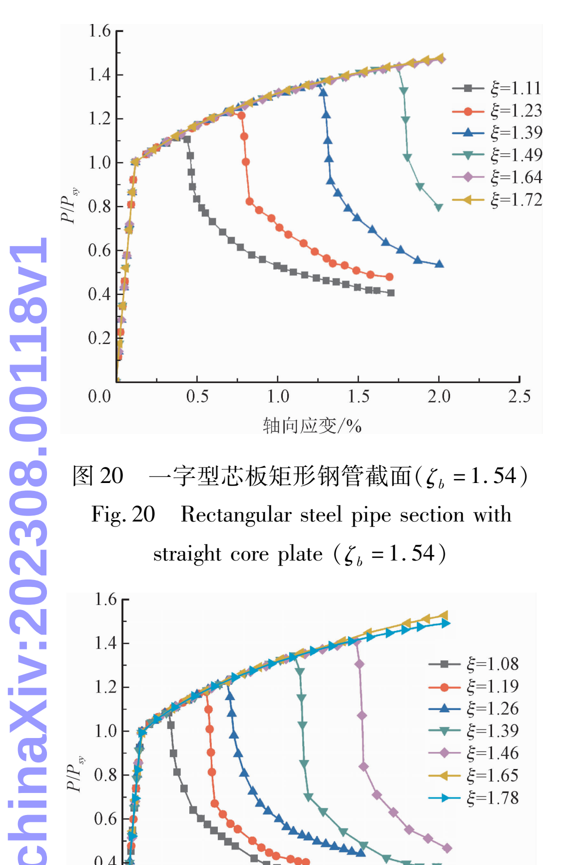


图 20　一字型芯板矩形钢管截面($\zeta_b=1.54$)

Fig. 20　Rectangular steel pipe section with straight core plate ($\zeta_b=1.54$)

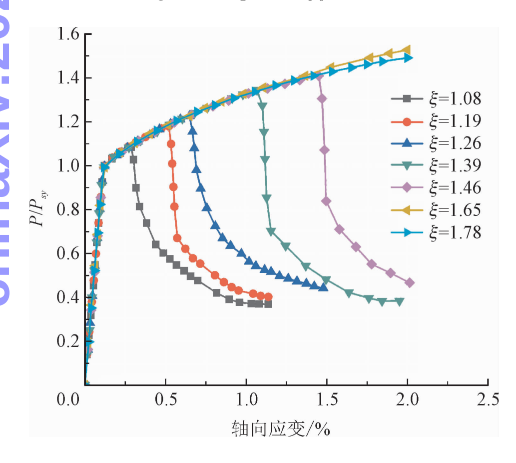


图 21　一字型芯板圆形钢管截面($\zeta_b=1.52$)

Fig. 21　Circular steel pipe section with straight core plate ($\zeta_b=1.52$)

5　结　论

本研究在研究屈曲约束支撑整体稳定性的设计方法时,考虑了屈曲约束支撑中内填混凝土和芯板的刚度贡献,得出了以下成果。

1)基于挠曲线近似微分方程以及边缘屈服理论推导得出了支撑的整体稳定性计算公式。

2)通过对比试验结果,证明本研究所建立的有限元模型是可靠的。

3)通过 ABAQUS 进行模拟,拟合出了 RO 型、CO 型、RT 型、CT 型 4 种组合截面防屈曲支撑的刚度折减系数,并与现有规范的方法进行对比,发现本研究所提出的计算方法适用性更高。

4)最后使用 4 种不同组合截面的支撑对公式的准确性和适用性进行了验证。结果表明,本研究建立的约束比限值公式能够准确地预测这 4 类支撑的整体稳定性问题,具有良好的普适性。此外,本研究所提出的方法充分地利用了各部件的刚度贡献,这不仅能对支撑进行更加合理的设计,还能提高一定的经济效益。

参考文献:

[1]　张艳青,符瑞安,韩石,等. 中美欧建筑结构抗震设计对比[J]. 应用力学学报,2020,37(5):2288-2296.
ZHANG Yanqing,FU Rui'an,HAN Shi,et al. Comparison of building seismic designs in China, America and Europe [J]. Chinese journal of applied mechanics, 2020, 37 (5): 2288-2296 (in Chinese).

[2]　梅洋. 防屈曲支撑内芯屈曲机理及整体稳定设计方法[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2015.

[3]　马辉,张妮娜,刘云贺,等. 型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点地震损伤研究[J]. 应用力学学报,2018,35(3):616-623.
MA Hui,ZHANG Nina,LIU Yunhe,et al. Study on seismic damage of steel reinforced recycled concrete columns-steel beams composite frame joints [J]. Chinese journal of applied mechanics, 2018, 35 (3):616-623(in Chinese).

[4]　王振山,苏明周,李志强,等. 基于梁-柱连接转动模型变截面门式刚架抗震承载力分析[J]. 应用力学学报,2017,34(6):1187-1192.
WANG Zhenshan, SU Mingzhou, LI Zhiqiang, et al. Analysis on seismic bearing capacity of portal frame with tapered members based on beam-column connection rotational model [J]. Chinese journal of applied mechanics, 2017, 34 (6): 1187-1192 (in Chinese).

[5]　哈敏强. 普通和新型抑制屈曲支撑的力学性能及其应用研究[D]. 上海:同济大学,2004.

[6]　李妍,吴斌,王倩颖,等. 防屈曲钢支撑阻尼器的试验研究[J]. 土木工程学报,2006,39(7):9-14.
LI Yan,WU Bin,WANG Qianying,et al. An experimental study of anti-buckling steel damping-braces [J]. China civil engineering journal,2006,39(7):9-14(in Chinese).

[7]　FUJIMOTO M,WADA A,SAEKI E,et al. A study on the unbonded brace encasted in bucking-restrained concrete and steel tube[J].

Journal of structural and construction engineering, 1988 (34): 249-258.

[8] 张晓萌. 防屈曲支撑理论分析及试验研究[D]. 天津:天津大学,2010.

[9] IWATA M, MURAI M. Buckling-restrained brace using steel mortar planks: Performance evaluation as a hysteretic damper[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2006, 35(14): 1807-1826.

[10] TAKEUCHI T, MATSUI R, NISHIMOTO K, et al. Effective buckling length for buckling restrained braces considering rotational stiffness at restrainer ends[J]. Journal of structural and construction engineering, 2009, 74(639): 925-934.

[11] INOUE K, SAWAIZUMI S, HIGASHIBATA Y, et al. Bracing design criteria of the reinforced concrete panel including unbonded steel diagonal braces[J]. Journal of structural and construction engineering, 1992, 432: 41-49.

[12] INOUE K, SAWAIZUMI S, HIGASHIBATA Y. Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels[J]. Journal of structural engineering, 2001, 127(6): 712-719.

[13] USAMI T, GE Hanbin, KASAI A. Overall buckling prevention condition of buckling- restrained braces as a structural control damper [C]//The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: [s. n.], 2008.

[14] 钟胜. 大口径埋地管道结构分析与安全评价研究[D]. 大连:大连理工大学,2017.

[15] 石永久,王萌,王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. 建筑材料学报,2012,15(3):293-300.
SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading[J]. Journal of building materials, 2012, 15(3): 293-300(in Chinese).

[16] 兰旭洋. 带楼板的侧板连接 T 形钢管混凝土梁柱节点受力性能研究[D]. 郑州:中原工学院,2018.

[17] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-10[S]. CHICAGO, IL, USA: American Institute of Steel Construction, 2010.

[18] TAKEUCHI T, HAJJAR J F, MATSUI R, et al. Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces[J]. Journal of constructional steel research, 2010, 66(2): 139-149.

[19] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范: GB 50011 – 2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.

(编辑 李坤璐)

